

## **Avaliação dos Métodos para Consideração das Imperfeições Geométricas na Análise de Torres Tubulares de Aço Usadas em Estruturas de Escoramento**

**Celuos Alves de Oliveira Junior<sup>1</sup>, Emil de Souza Sánchez Filho<sup>2</sup>**

<sup>1</sup>M. Sc. , Doutorando da Universidade Federal Fluminense / celuos@oi.com.br

<sup>2</sup>D. Sc. Professor Titular da UFF/ emilsanchez@uol.com.br

### **Resumo**

Este trabalho trata da consideração das imperfeições geométricas na análise das torres tubulares de aço usadas em estruturas de escoramento. São abordados os aspectos qualitativos e quantitativos que originam tais imperfeições: desvios de prumo e de eixo, detalhes da fabricação das peças, uso continuado das estruturas em regime de locação e a montagem das peças nos canteiros de obras.

São apresentados os métodos para consideração das imperfeições quando da análise numérica das torres: IGI – Initial Geometric Imperfections; EBM – Eigenbuckling Method; NHF – Notional Horizontal Forces; Método da NBR 6118 / 2014. São discutidos os aspectos referentes à implementação de cada método, abordando-se as características de cada um e os critérios de escolha.

Os quatro métodos são aplicados ao modelo de uma torre tubular de escoramento, verificando-se a compatibilidade dos resultados da análise numérica com os resultados obtidos em ensaios realizados em laboratório e comparando-se seu desempenho.

**Palavras-chave:** Torres tubulares de escoramento; Análise não linear geométrica; Estrutura temporária de escoramento; Imperfeições geométricas.

### **Abstract**

This paper deals with the consideration of geometric imperfections in the analysis of steel tubular towers used in shoring structures. The qualitative and quantitative aspects that give rise to such imperfections are discussed, such as: plumb and shaft deviations, details of the fabrication of the parts, continued use of the structures under leasing arrangements and the assembly of the parts in the construction sites.

The methods for considering the imperfections in the numerical analysis of the towers are presented: IGI - Initial Geometric Imperfections; EBM – Eigenbuckling Method; NHF – Notional Horizontal Forces; Method of NBR 6118 / 2014. The aspects related to the implementation of each method are discussed, addressing the characteristics of each and the criteria of choice.

Finally, the four methods are applied to the model of a tubular shoring tower, checking the compatibility of the results of the numerical analysis with the results obtained in laboratory tests and comparing their performance.

**Keywords:** Tubular shoring towers; Geometrical nonlinear analysis; Temporary shoring structures; Geometric imperfections.

## 1 Introdução

A construção de uma estrutura de concreto armado é realizada com o emprego de estruturas auxiliares: formas, escoramentos e andaimes, que diferem da estrutura principal, objeto da construção, pelo seu caráter provisório. São projetadas, construídas e desmontadas em um curto intervalo de tempo, enquanto a primeira tem uma vida útil estimada em vários anos. As formas, os escoramentos e os andaimes constituem a classe das estruturas temporárias ou estruturas provisórias da construção, sendo a estrutura de concreto armado denominada de estrutura definitiva.

OLIVEIRA (2008) afirma que o American National Standards Institute define os cimbramentos (escoramentos, conforme a nomenclatura adotada no Brasil) como “elementos de suporte verticais que suportam o sistema de formas”. PFEIL (1987) denomina de cimbramentos ou cimbramentos as construções provisórias destinadas a suportar o peso de uma estrutura permanente durante a sua execução e até que se torne resistente, e que os cimbramentos são correntemente denominados de escoramentos, sendo que essa denominação se aplica mais apropriadamente aos cimbramentos constituídos por escoras.

Os escoramentos também são usados com suporte de grandes estruturas de aço durante a sua montagem ou manutenção. A Figura 1 mostra exemplos desses usos.



**Figura 1 – Escoramento de um viaduto (esquerda) e de uma estrutura de aço (direita).**

Quaisquer falhas nessas estruturas provisórias implicam em falhas na estrutura definitiva. Essas podem ser uma pequena variação volumétrica até alterações sensíveis na geometria da peça. Desvios de prumo e de nível são outros problemas passíveis de ocorrência, alterando o comportamento previsto no projeto da futura estrutura. Ocorrendo falhas mais graves o comprometimento total da estrutura em construção pode acontecer, inutilizando-a e obrigando a uma reconstrução total. A falha de uma

estrutura de escoramento pode gerar enormes prejuízos materiais e ainda trazer perdas humanas.

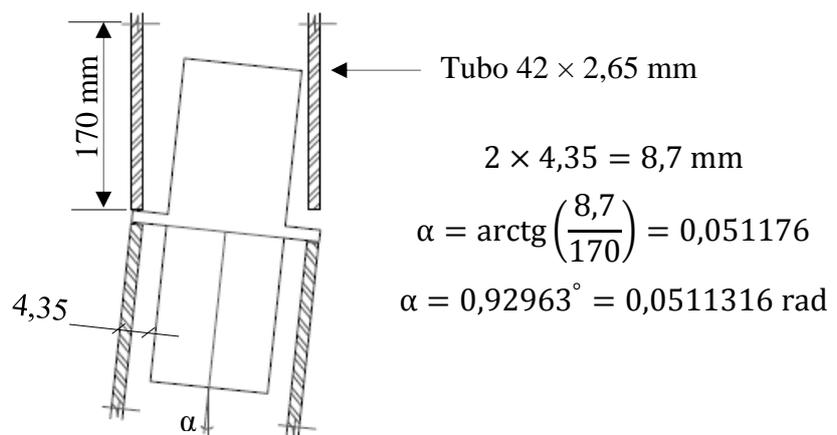
As estruturas temporárias desempenham um papel fundamental na construção; o fato de terem vida útil curta não as torna menos importantes. A EN 12812 (2004) prescreve critérios de projeto tão rigorosos quanto os que regem o projeto de uma estrutura definitiva. No Brasil essa consciência também existe e a NBR 15696 (2009), ainda menos abrangente que suas correspondentes da Europa, América do Norte, Ásia e Oceania, representou um grande avanço.

Tem-se em OLIVEIRA JUNIOR (2012): “... essas estruturas devem merecer, desde a fase de projeto, a mesma atenção dada às estruturas definitivas de concreto armado e protendido.”

## 2 Consideração das imperfeições geométricas na análise estrutural das torres

As imperfeições geométricas são de fundamental importância na modelagem das torres tubulares de escoramento. As torres são compostas por módulos pré-fabricados cujos pinos de encaixe têm diâmetro ligeiramente menor do que o dos tubos dos quais são fabricadas as peças. Isso implica em um pequeno desvio de prumo da torre, que ocorre devido a sobreposição de vários módulos para formar uma estrutura alta. Esse tipo de desvio angular acontece também no topo e na base das torres, porque as bases reguláveis de apoio e os forçados que suportam as vigas de escoramento têm o mesmo dispositivo de encaixe. Além disso, cada módulo apresenta pequenos desvios de eixo decorrentes do próprio processo de fabricação. O uso continuado das peças em regime de locação e o processo de montagem utilizado nos canteiros de obras contribui para aumentar esses desvios.

Um exemplo de desvio de prumo devido ao tipo de encaixe entre os postes de uma torre de escoramento é mostrado na Figura 2, onde se vê um encaixe com pinos internos.



**Figura 2 – Encaixe com pinos internos.**

YU, CHUNG e CHAN (2004) estão entre os primeiros a estudar a influência das imperfeições geométricas no comportamento estrutural das torres e recomendaram que

o máximo desvio total de prumo das torres fosse de 25 mm e o desvio de eixo dos componentes não ultrapassasse os 5 mm.

ZHANG, CHANDRANGSU e RASMUSSEN (2010) identificaram que as imperfeições geométricas estão entre as principais variáveis aleatórias a serem levadas em conta nas análises. Esses autores consideraram a mescla entre componentes novos e usados durante o procedimento de montagem, no dia a dia dos canteiros de obras. Numa pesquisa realizada em 302 canteiros de obras espalhados pela cidade de Sydney, encontraram desvios de eixo das barras componentes de sistemas com conectores fixos iguais a  $L/2000$ , valor médio, e coeficiente de variação de 0,9. Os sistemas com conectores removíveis, como esperado, tiveram resultados piores: média de  $L/770$  e coeficiente de variação de 0,6. A distribuição de probabilidade log-normal foi a que melhor representou os resultados. Quanto ao desvio de prumo das torres, as 80 medições realizadas apresentaram uma distribuição normal, com média de  $H/600$  e coeficiente de variação de variação de 0,3.

A EN 12811 (2004) recomenda a consideração das imperfeições com base na diferença entre os diâmetros e no comprimento de traspasse das partes encaixadas, segundo a expressão

$$\tan \psi = \frac{D_i - d_0}{l_0} \quad (2.1)$$

onde

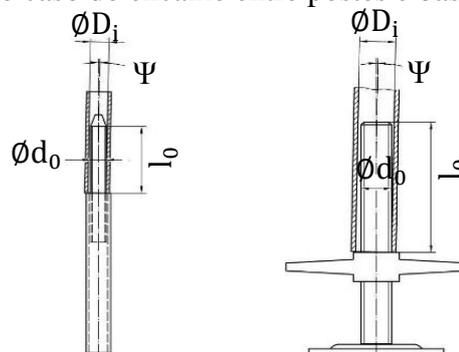
$D_i$  – diâmetro interno da coluna;

$d_0$  – diâmetro externo do conector ou da haste da base regulável;

$l_0$  – comprimento de traspasse;

$\Psi$  – ângulo de desvio.

A EN 12811 (2004) indica, ainda, que o ângulo a ser considerado na análise não pode ser inferior a 0,01 rad. A Figura 3 ilustra os desvios angulares, tanto no caso do encaixe entre postes, quanto no caso do encaixe entre postes e bases.



**Figura 3 – Desvios angulares na junção das peças.**

A EN 12811 (2004) prescreve outra recomendação importante: a consideração das imperfeições geométricas globais deve estar de acordo com as normas específicas para o tipo de estrutura em questão e cita a EN 1993 (2005) como exemplo.



Neste trabalho essa recomendação é seguida e a norma de referência é a NBR 6118 (2014).

CHANDRANGSU e RASMUSSEN (2009) e (2011) utilizaram os três métodos básicos para a consideração das imperfeições no modelo numérico das torres: IGI, EBM e NHF.

### **2.1 Método IGI**

No Método IGI – Initial Geometric Imperfections as imperfeições geométricas são consideradas diretamente; os pequenos desvios de prumo no encaixe entre os módulos geram excentricidades que são multiplicadas pelas cargas axiais atuantes nos postes, resultando em momentos de flexão aplicados nos correspondentes nós do modelo numérico. Esse método tem a vantagem de ser sistematizável e é adotado pelas normas internacionais. Adotando-se diferenças mínimas entre os diâmetros dos tubos componentes da estrutura, comprimentos mínimos de traspasse interno no encaixe das peças e desvios máximos de prumo, tanto locais quanto globais, a EN 12812 (2004) e a AS 3610 (1995) prescrevem esse método. A NBR 15696 (2009) não menciona o assunto diretamente, indicando normas brasileiras complementares nas quais subentende-se existirem as informações necessárias. CHANDRANGSU e RASMUSSEN (2009) e (2011) utilizaram o Método IGI e, aproveitando as facilidades proporcionadas pelo ambiente do laboratório, preferiram medir as imperfeições geométricas das torres com aparelhos de precisão.

### **2.2 Método EBM**

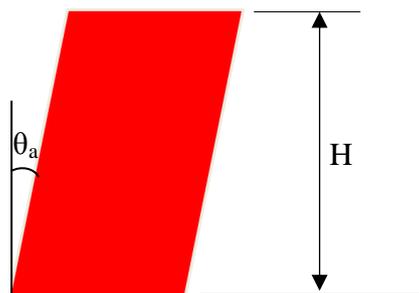
O Método EBM – Eigenbuckling Method utiliza os modos de instabilidade da própria torre. Os deslocamentos obtidos são afetados por um fator de escala e aplicados aos nós do modelo numérico. Ao empregar-se o método pela primeira vez havia uma dúvida sobre quais e/ou quantos modos de instabilidade utilizar e sobre o fator escala a aplicar. YU, CHUNG e CHAN (2004) e por CHU, CHAN e CHUNG (2002) adotaram o limite máximo de desvio de prumo igual a um milésimo da altura total como fator de escala, aplicando-o ao primeiro modo de instabilidade da torre com excelentes resultados.

### **2.3 Método NHF**

No Método NHF – Notional Horizontal Forces, forças horizontais denominadas “nacionais” (que têm caráter de noção, aproximadas), proporcionais ao somatório das forças axiais atuantes na torre, são aplicadas no topo do modelo da estrutura geometricamente perfeita. A ideia é que essas forças representem todas as imperfeições e, combinadas com as forças verticais, produzam solicitações adicionais equivalentes às solicitações em uma torre afetada pelos desvios de prumo e de eixo. Os modelos numéricos de torres, carregados com forças “nacionais” equivalentes a 0,25% a 0,5% do somatório das forças verticais, produziram resultados muito próximos dos obtidos experimentalmente. PFEIL (1987) sugeriu aumentar a fração para 1% com o intuito de considerar as forças horizontais provenientes das operações de lançamento e adensamento do concreto.

## 2.4 Método da NBR 6118

O método para consideração das imperfeições geométricas, proposto pela NBR 6118 (2014) pode ser aplicado, teoricamente, a qualquer tipo de estrutura. Consiste na determinação do desvio de prumo no topo da estrutura com base no ângulo de desaprumo, conforme SÁNCHEZ FILHO (2017). O ângulo de desaprumo  $\theta_a$  é mostrado na Figura 4.



**Figura 4 – Ângulo de desaprumo.**

A torre de escoramento se enquadra na definição de estrutura reticulada, prevista pela NBR 6118 (2014), sendo o número de prumadas igual ao número de andares da torre. A aplicação desses critérios é apresentada no item 3.

## 3 Estudo de caso

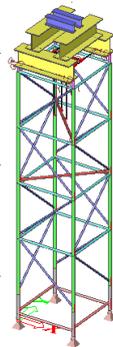
Os critérios para determinação das imperfeições geométricas definidos no item 2 são aplicados à análise de uma torre tubular de aço, comumente usada em estruturas de escoramento. As características principais são mostradas na Tabela 1.

**Tabela 1 – Características da torre usada como modelo.**

Bases	Tubo $\Phi = 48,3$ mm; $e = 3,35$ mm; $L = 0,45$ m
Postes	Tubo $\Phi = 48,3$ mm; $e = 3,35$ mm $L = 1$ m
Travessas	Tubo $\Phi = 33,7$ mm; $e = 2,65$ mm $L = 1,02$ m
Diagonais verticais	Tubo $\Phi = 26,9$ mm; $e = 2,25$ mm; $L = 1,38$ m
Diagonais horizontais	Tubo $\Phi = 33,7$ mm; $e = 2,65$ mm; $L = 1,44$ m
Barras de ligação	Tubo $\Phi = 33,7$ mm; $e = 2,65$ mm; $L = 1,02$ m
Forcado	Haste maciça $\Phi = 38$ mm; $L = 0,16$ m
Número de andares	4
Altura total	4,61 m
Configuração (em planta)	Base quadrada com 1,02 m de lado.

Todos os componentes têm sua fabricação regulamentada pela NBR 5580 (2008). O aço utilizado segue os padrões da NBR 5590 (2008), sendo a tensão de escoamento mínima permitida  $f_y$  igual a 240 MPa.

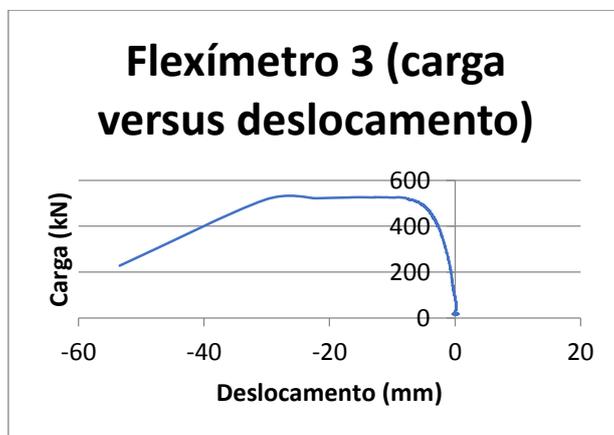
A Figura 5 mostra o modelo numérico das torres onde se vê, também, os elementos que representam os perfis CVS  $300 \times 66$  usados na transmissão do carregamento aos postes. Esse modelo corresponde às torres ensaiadas em laboratório e os resultados dos ensaios servirão como base de comparação entre os métodos para determinação das imperfeições geométricas utilizados nas análises. O modelo dispõe ainda de elementos que representam os cabos de aço e suas respectivas vigas de ancoragem. Esses cabos foram fixados ao atuador hidráulico usado na aplicação da força de compressão ao conjunto, exatamente como ocorreu nos ensaios.



**Figura 5 – Modelo numérico da torre.**

### 3.1 Resultados obtidos nos ensaios

As torres ensaiadas têm razão entre a altura e a menor dimensão da base pouco maior do que 4. Isso faz com que seu comportamento estrutural seja próximo do de uma coluna curta, com a não linearidade entre forças e deslocamentos aparecendo quase ao fim do ensaio, muito próximo da ruína. A carga máxima registrada foi de 520 kN ou 130 kN por poste, e o gráfico que melhor representa esse comportamento é mostrado na Figura 6.



**Figura 6 – Gráfico força-deslocamento obtido nos ensaios.**

### 3.2 Análise não linear geométrica – Método NHF

O modelo analisado tem bases rotuladas, nós fixos, extremidades livres e *gaps* de 3 mm nas junções entre as barras de ligação e os postes e entre as diagonais horizontais e os postes. As imperfeições geométricas decorrentes da montagem são representadas por forças nocionais, equivalentes a 1% do somatório das forças verticais atuantes nos postes, aplicadas nas extremidades superiores do modelo. Sendo assim, aplicou-se uma força de 130 kN em cada poste e a correspondente força nocional horizontal, no topo da torre, igual a 1,3 kN.

As solicitações no elemento que representa o poste mais carregado estão indicadas na Tabela 2.

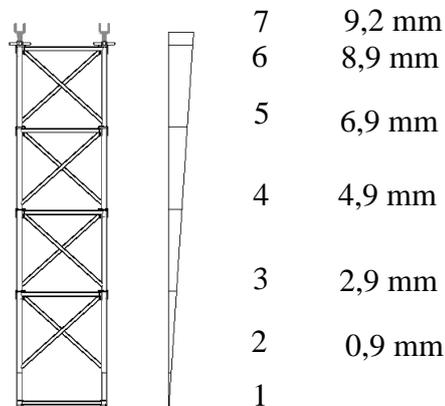
**Tabela 2 – Solicitações no poste mais carregado: Método NHF.**

Forças nocionais na direção X					
N (kN)	V <sub>Y</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)	M <sub>X</sub> (kN.m)	M <sub>Y</sub> (kN.m)	M <sub>Z</sub> (kN.m)
-140,57	-0,46	7,80	0,06	-0,78	-0,10
Forças nocionais na direção Y					
N (kN)	V <sub>Y</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)	M <sub>X</sub> (kN.m)	M <sub>Y</sub> (kN.m)	M <sub>Z</sub> (kN.m)
-140,55	-5,68	-0,47	0,03	-0,07	0,88

### 3.3 Análise não linear geométrica – Método IGI

Para o Método IGI considera-se um deslocamento no topo da torre equivalente a 500 avos da sua altura total. Essa imperfeição, combinada com as forças verticais atuantes nos postes, resulta em momentos de flexão que são aplicados aos nós do modelo numérico.

A torre tem altura total de 4600 mm, o que corresponde a um deslocamento de 9,2 mm no topo. Considera-se que os deslocamentos em cada nível da torre são proporcionais aos deslocamentos no topo, Figura 7.



**Figura 7 – Deslocamentos na torre: Método IGI.**

O braço de alavanca em cada nível da torre é igual à diferença entre o deslocamento no topo e o deslocamento no nível considerado. Multiplicando-se por 130 kN obtém-se o momento de flexão correspondente.

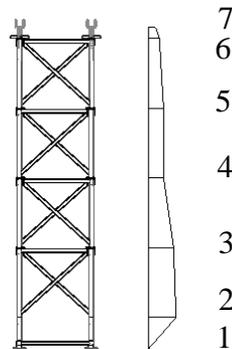
A Tabela 4 mostra as solicitações nos postes mais carregados.

**Tabela 4 – Solicitações no poste mais carregado: Método IGI.**

Momentos em torno do eixo X					
N (kN)	V <sub>Y</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)	M <sub>X</sub> (kN.m)	M <sub>Y</sub> (kN.m)	M <sub>Z</sub> (kN.m)
-161,19	0,42	-23,19	0	3,62	-0,04
Momentos em torno do eixo Y					
N (kN)	V <sub>Y</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)	M <sub>X</sub> (kN.m)	M <sub>Y</sub> (kN.m)	M <sub>Z</sub> (kN.m)
-159,91	-19,32	0,57	0,04	0,06	4,32

### 3.4 Análise não linear geométrica – Método EBM

Os perfis de deslocamentos referentes aos modos de instabilidade têm valores adimensionais, mas foram tomados em unidades de milímetro em razão do uso do método. A Figura 8 mostra os deslocamentos dos nós em cada nível da torre, conforme o perfil de deslocamentos do primeiro modo de instabilidade.



**Figura 8 – Deslocamentos referentes ao primeiro modo de instabilidade.**

A Tabela 5 apresenta os valores dos deslocamentos nas direções X e Y e o correspondente deslocamento resultante.

Os momentos de flexão foram calculados multiplicando-se a força de 130 kN multiplicada por um braço de alavanca igual a 1% da diferença entre os deslocamentos. Foram necessárias diversas tentativas para se chegar a esse percentual. CHANDRANGSU e RASMUSSEN (2009) e (2011) relataram essa dificuldade.

**Tabela 5 – Deslocamentos dos nós; primeiro modo de instabilidade.**

Ponto	X (mm)	Y (mm)	Resultante (mm)
2	27,5	-349,6	350,6799
3	25	-370,6	371,4423
4	15,2	-284,5	284,9058
5	15	-232,2	232,684
6	10,8	-168,1	168,4466
7	7	-120,5	120,705

A Tabela 6 mostra as solicitações nos postes mais carregados.

**Tabela 6 – Solicitações no poste mais carregado: Método EBM.**

Momentos em torno do eixo X					
N (kN)	V <sub>Y</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)	M <sub>X</sub> (kN.m)	M <sub>Y</sub> (kN.m)	M <sub>Z</sub> (kN.m)
-136,68	-4,55	-0,42	0,03	-0,06	0,87
Momentos em torno do eixo Y					
N (kN)	V <sub>Y</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)	M <sub>X</sub> (kN.m)	M <sub>Y</sub> (kN.m)	M <sub>Z</sub> (kN.m)
-136,56	0,24	-6,01	0	0,79	-0,02

### 3.5 Análise não linear geométrica – Método da NBR 6118

Considerando-se a torre como uma estrutura reticulada com 4 prumadas (número de módulos verticais), tem-se:

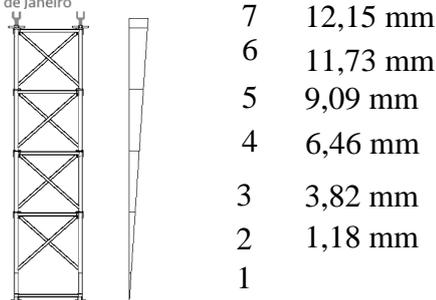
$$\theta_1 = \frac{1}{300} \quad (1)$$

$$\theta_a = \frac{1}{300} \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{4}}{2}} = 0,0026 \text{ rad} \quad (2)$$

Admitindo-se a altura total da torre igual a 4610 mm e a tangente do ângulo  $\theta_a$ , tem-se que o desvio de prumo no topo da torre é dado por

$$X = \text{tg}(\theta_a)H = \text{tg}(0,0026) \times 4610 = 12,15 \text{ mm} \quad (3)$$

Considera-se que os deslocamentos em cada nível da torre são proporcionais ao deslocamento no topo, conforme ilustrado na Figura 9.



**Figura 9 – Deslocamentos na torre: Método NBR 6118.**

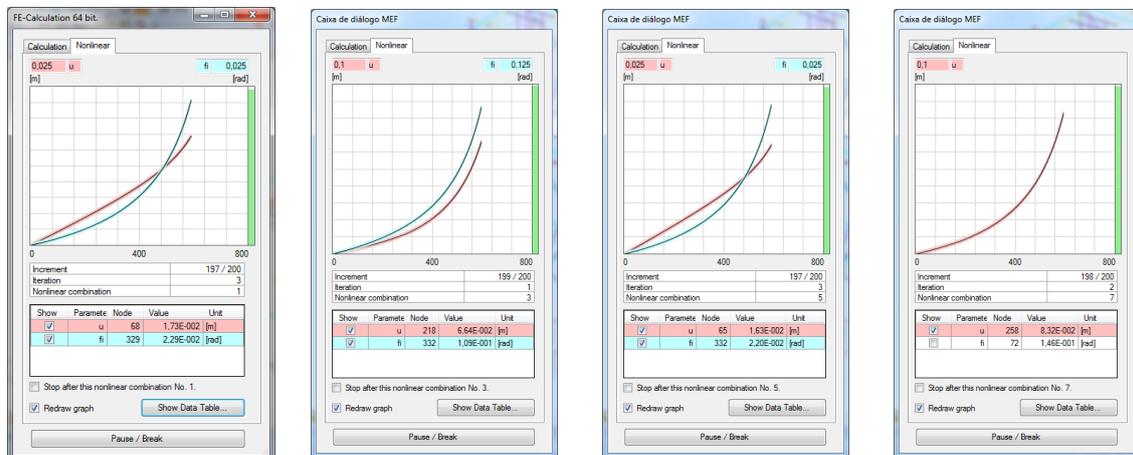
A Tabela 9 mostra as solicitações nos postes mais carregados para a torre.

**Tabela 9 – Solicitações no poste mais carregado; Método NBR 6118.**

Momentos em torno do eixo X					
N (kN)	V <sub>Y</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)	M <sub>X</sub> (kN.m)	M <sub>Y</sub> (kN.m)	M <sub>Z</sub> (kN.m)
-163,35	4,29	1,43	0,11	0,45	5,06
Momentos em torno do eixo Y					
N (kN)	V <sub>Y</sub> (kN)	V <sub>Z</sub> (kN)	M <sub>X</sub> (kN.m)	M <sub>Y</sub> (kN.m)	M <sub>Z</sub> (kN.m)
-165,82	1,45	-4,59	0,12	-4,72	0,44

### 3.6 Gráficos deslocamento-força

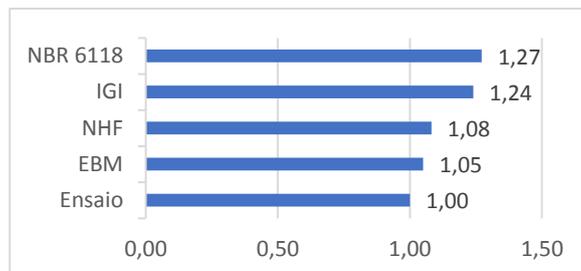
Os gráficos deslocamento-força, referentes aos métodos NHF, IGI, EBM e NBR 6118, são mostrados, da esquerda para a direita, na Figura 10. A linha vermelha mostra a não linearidade surgindo quase ao fim da análise (últimos incrementos de carga) no caso dos métodos NHF e EBM, coerente com o comportamento de uma torre curta como a que foi ensaiada. Nos outros dois casos (IGI e NBR 6118) a não linearidade é mostrada desde o início, o que torna esses métodos mais adequados para a avaliação de torres esbeltas.



**Figura 10 – Deslocamento-força: NHF, IGI, EBM e NBR 6118.**

#### 4 Comparação dos resultados

A Figura 11 mostra a comparação entre os resultados da força normal no poste mais carregado.



**Figura 11 – Força normal no poste mais carregado.**

#### 5 Conclusões

O Método EBM apresentou os resultados mais próximos dos encontrados nos ensaios, tanto para o gráfico força-deslocamento quanto para os valores das forças normais. A dificuldade para sua adoção está na decisão sobre a parcela dos deslocamentos referentes ao primeiro modo de instabilidade da torre, a considerar.

O Método NHF também apresentou resultados próximos dos resultados experimentais. Esse método se mostrou muito adequado para a análise de torres curtas, como a adotada neste trabalho, não só pela facilidade de implementação quanto pela proximidade dos resultados. Ressalta-se que a fração de 1% do somatório das cargas é usada para considerar os efeitos do lançamento do concreto, o que não é o caso da torre ensaiada em laboratório. Uma fração menor resultaria, provavelmente, em valores tão próximos dos ensaios quanto os do Método EBM.

O Método IGI tem a vantagem de mostrar a não linearidade geométrica desde o início da análise, ainda nos primeiros incrementos de carga, o que é adequado para a avaliação de torres esbeltas. No caso de torres curtas os valores das solicitações normais nos postes resultaram 17% maiores do que os anotados nos ensaios. Esse é o método indicado pela norma europeia e sua implementação, embora simples, é pouco mais trabalhosa do que a do Método NHF.

O Método da NBR 6118 resulta em um desvio de prumo no topo da torre igual a 380 avos da sua altura, o que é 31,5% maior do que os 500 avos da altura propostos pelo Método IGI. As solicitações encontradas foram maiores do que as registradas nos ensaios. Ressalta-se que esses dois métodos se baseiam no mesmo conceito de considerar as imperfeições geométricas a partir de um desvio de prumo no topo da torre.

#### 6 Referências

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2008). *NBR 5580: tubos de aço-carbono com ou sem solda longitudinal, pretos ou galvanizados - Especificação*. Rio de Janeiro.



- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2008). *NBR 5590: Tubos de aço-carbono com ou sem solda longitudinal, pretos ou galvanizados - Especificação*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2009). *NBR 15696 Fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto - Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos*. São Paulo, Brasil.
- Associação brasileira de Normas Técnicas. (2014). *NBR 6118:2014 Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*.
- Chandransu, T., & Rasmussen, K. J. (2009). *Structural Modelling of Support Scaffold Systems*. (S. o. Engineering, Ed.) Sidney, Austrália.
- Chandransu, T., & Rasmussen, K. J. (2011). Investigation of geometric imperfections and joint stiffness of support scaffold systems. *Journal of Constructional Steel Research*, pp. 576-584.
- Chu, A., Chan, S., & Chung, K. (2002). Stability of modular steel scaffolding systems - theory and verification. *Proceedings of international conference advances in building technology*, (pp. 621-628).
- European Committee for Standardization. (1988). *HD 1000: Service and Working Scaffolds Made of Prefabricated Elements - Materials, Dimensions, Design Loads and Safety Requirements*.
- European Committee for Standardization. (2004). *EN 12812: Falsework - Performance, requirements and general design*. Bruxelas, Europa.
- European Standard. (2005). *EN 1993 - Design of Steel Structures*.
- European Standard. (2004). *EN 12811 - Temporary Work Equipment*.
- Oliveira Junior, C. A. (2012). *Análise Numérica e Experimental da Estabilidade de Torres de Escoramento Tubulares*. Rio de Janeiro, Brasil.
- Oliveira, P. D. (2008). *Regras para o Dimensionamento de Cimbres em Estruturas de betão Armado*. Aveiro, Portugal.
- Pfeil, W. (1987). *Cimbramentos*. Rio de Janeiro, Brasil: Livros Técnicos e Científicos Ltda.
- Sánchez Filho, E. S. (2017). *Curso de Concreto Armado - Notas de aula*. Petrópolis: Universidade Católica de Petrópolis.
- Standart Australia. (1995). *AS 3610: formwork for concrete*. Austrália.
- Yu, W., Chung, K., & Chan, S. (2004). Structural instability of multi-storey door-type modular steel scaffolds. *Engineering Structures*, pp. 867-881.
- Zhang, H., Chandransu, T., & Rasmussen, K. (2010). Probabilistic study of the strength of steel scaffold systems. *Structural Safety*, pp. 393-401.